

7

Ligações rígidas em estruturas pré-fabricadas

Válter J. G. Lúcio¹ & Carlos Chastre²

Universidade NOVA de Lisboa, Portugal

7.1 Introdução

O processo produtivo de estruturas com elementos pré-fabricados difere significativamente do das estruturas betonadas em obra pelo facto de uma parte, ou a totalidade, dos elementos da estrutura serem produzidos em fábrica, em condições de produção melhoradas em relação às condições da obra e serem, posteriormente, transportados para a obra, onde são, finalmente, ligados entre si.

A produção em fábrica é efetuada em ambiente protegido do sol e da chuva, com operários fixos e com formação profissional para desenvolverem tarefas com procedimentos normalizados. Por força do mercado, a indústria do betão pré-fabricado é inovadora, precursora de novas tecnologias e novos materiais. Na indústria do betão pré-fabricado é fácil produzir elementos

¹ Engenheiro Civil, Mestre em Eng. de Estruturas, Doutorado em Eng. Civil
Pró-Reitor da Universidade NOVA de Lisboa.
Professor Associado na Universidade NOVA de Lisboa, Portugal.
Sócio Gerente da empresa VERSOR - Consultas, Estudos e Projetos Lda.
Membro da Comissão 6 - Prefabrication da *fib*. Coordenador do TG 6.14 da *fib*.

² Engenheiro Civil, Mestre em Eng. de Estruturas, Doutorado em Eng. Civil
Professor Auxiliar na Universidade NOVA de Lisboa, Portugal.
Membro da Comissão 6 - Prefabrication da *fib*.

com betões especiais, como os betões de elevada resistência, betões auto-compactáveis, betões com fibras, betões coloridos ou com superfícies de diferentes texturas para fins arquitetónicos. É também possível produzir elementos com geometrias impossíveis de reproduzir em obra, como elementos ocos ou com paredes de espessura reduzida, como é o caso das lajes alveoladas, das asnas de cobertura com almas finas, etc..

É também fácil e económico aplicar pré-esforço por pré-tensão em fábrica, isto é, introduzir previamente esforços nos elementos de betão que contrariam os esforços causados pelas cargas aplicadas. Este efeito é conseguido efetuando a betonagem sobre fios, cordões ou barras de aço de alta resistência previamente tensionados. As forças de tensionamento destes aços são, posteriormente, transmitidas para o betão por aderência entre o aço e o betão. Em obra este efeito só é possível usando o pré-esforço por pós-tensão, sendo o aço de alta resistência tensionado depois de efetuada a betonagem e o endurecimento do betão. Neste caso o processo é mais dispendioso, pois é necessário utilizar ancoragens de aço nas extremidades dos aços de pré-esforço, onde as elevadas forças de pré-esforço são transmitidas para o betão; introduzindo nestas zonas tensões elevadas no betão (maiores do que nas zonas de transmissão do pré-esforço por pré-tensão), exigindo a utilização de armaduras especiais; é necessário utilizar bainhas metálicas ou em polietileno de alta densidade, inseridas na cofragem antes da betonagem, para permitir a introdução do aço de pré-esforço no interior do elemento de betão; e uma vez aplicado o pré-esforço, estas bainhas terão que ser injetadas com calda de cimento para proteger os aços contra a corrosão e providenciar a aderência entre o aço e o betão. Estas operações têm custos mais elevados do que o pré-esforço realizado em fábrica, permitindo que este seja utilizado em elementos como vigotas de pequena secção, lajes alveoladas, pré-lajes, madres, vigas de maior ou menor dimensão.

Em fábrica é mais fácil implementar sistemas de controlo da qualidade do que em obra, permitindo que os elementos de betão pré-fabricados possuam melhor qualidade e durabilidade.

No entanto, os custos do transporte dos elementos pré-fabricados da fábrica para a obra (Figura 7.1), e a sua montagem em obra (Figura 7.2), têm custos superiores aos do transporte dos materiais para produzir as estruturas em obra. Outro aspeto menos vantajoso das estruturas pré-fabricadas em relação às estruturas moldadas em obra é a necessidade de ligar entre si, em obra, os elementos pré-fabricados. Estas ligações têm que ser detalhadas em projeto e, em obra, serem executadas por operários especializados, sob pena de as estruturas não terem o funcionamento que se lhes exige.

As ligações entre elementos pré-fabricados (Silva, 1998) podem ser classificadas quanto à forma como é possível transmitir os momentos entre elementos: ligações simples, sem transmissão de momentos (Figura 7.3); ligações com continuidade de momentos, ou ligações rígidas, onde a transmissão dos momentos entre os elementos é semelhante à das estruturas betonadas em obra (Figura 7.4); e ligações flexíveis, onde a deformabilidade da ligação permite transmitir momentos menores do que nas ligações rígidas. O termo "rígida" para classificar este tipo de ligações não é o mais apropriado porque, na realidade, todas as ligações são deformáveis. Digamos que, neste tipo de ligações e antes da fendilhação do betão devido ao momento transmitido, a rotação é igual em todos os elementos que convergem no nó.



Figura 7.1 Transporte de elementos pré-fabricados.

O objetivo deste capítulo é apresentar o trabalho que os autores têm vindo a desenvolver sobre este assunto. Na Universidade NOVA de Lisboa (UNL) têm-se efetuado trabalhos no âmbito das ligações viga-pilar, pilar-fundação, parede resistente-fundação e painel de fachada-pilar. Os trabalhos desenvolvidos têm como objetivo não só estudar o comportamento das ligações para ações estáticas mas, em alguns casos, estudar também o seu comportamento para as ações sísmicas.



Figura 7.2 Montagem de um pilar (Projeto: Versor Lda; Construção: Concremat Lda; Armazém de quatro pisos, Lisboa, Portugal, 2001).



Figura 7.3 Ligações viga-pilar sem transmissão de momentos (Projeto: Igeco Lda; Construção: Concremat Lda; Armazém de um piso, Montijo, Portugal, 1997).



Figura 7.4 Estrutura prefabricada com ligações rígidas viga-pilar, pilar fundação e parede resistente-fundação (Projeto: Versor Lda; Construção: Concremat Lda; Armazém de quatro pisos, Lisboa, Portugal, 2001).

Quando as ligações em estruturas pré-fabricadas são dimensionadas para resistir a ações sísmicas, é possível tirar partido das ligações para melhorar o comportamento sísmico da estrutura. Pode-se conceber a ligação de forma a concentrar nela as deformações plásticas necessárias para dissipar a energia sísmica e reduzir os danos na restante estrutura. Neste caso, a ligação entre elementos pré-fabricados é uma vantagem das estruturas pré-fabricadas em relação às estruturas betonadas em obra.

7.2 Ligações rígidas

As ligações simples e as ligações flexíveis são frequentemente usadas, com vantagens económicas, nas ligações das vigas aos pilares em estruturas de coberturas de grandes vãos, tais como naves industriais e armazéns (Lúcio, 2000). Nestas estruturas, os pilares e vigas têm que ser mais rígidos do que nas estruturas betonadas em obra para compensar a falta de continuidade na ligação entre elementos. Os pilares são normalmente encastrados na base (ligação com continuidade de momentos) e articulados no topo, na ligação às

vigas. Os pilares funcionam, assim, como consolas, com momentos grandes na base causados pelas ações do vento e pelas ações sísmicas, se estas existirem. Os pilares assim concebidos possuem comprimentos de encurvadura elevados e, conseqüentemente, efeitos de segunda ordem significativos. Para não serem excessivamente esbeltos, estes pilares têm que ter secções transversais maiores do que os pilares com continuidade nas ligações às vigas. Por outro lado, as vigas terão que funcionar como simplesmente apoiadas nos pilares, com momentos elevados a meio vão, exigindo secções mais altas do que seria necessário se tivessem continuidade de momentos nas ligações aos pilares. Ainda assim, nos tipos de estruturas referidos, esta solução é mais económica do que as ligações com continuidade viga-pilar, uma vez que as ligações sem continuidade de momentos são fáceis e rápidas de executar em obra.

As ligações rígidas viga-pilar são frequentemente usadas em estruturas de vários pisos, como em centros comerciais, armazéns, escritórios, escolas, edifícios de habitação, etc.. Nestes casos a continuidade de momentos nas ligações permite reduzir significativamente a altura das vigas e, conseqüentemente, a altura do edifício. Além disso, permite igualmente reduzir as dimensões dos pilares ou o seu número, aumentando os vão das vigas (Lúcio, 1996). No caso de estruturas em zonas sísmicas as ligações com continuidade de momentos aumentam a resistência da estrutura. Em estruturas que possam estar sujeitas a ações acidentais, como o impacto de veículos, explosões, acidentes ambientais ou outros, as ligações rígidas aumentam a redundância estrutural, reduzindo significativamente o risco de colapso progressivo da estrutura.

Nas secções seguintes serão apresentados os trabalhos de investigação e de desenvolvimento de algumas das ligações rígidas efetuados na UNL, com especial realce para as ligações pilar-fundação, viga-pilar e parede-fundação. São também focados aspetos relacionados com o comportamento sísmico destas ligações, tirando partido do sistema de ligação para dissipar energia sísmica. Neste âmbito, é apresentado, ainda, o trabalho que tem sido desenvolvido na UNL sobre a ligação painel de fachada-pilar.

7.3 Ligação pilar-fundação

A solução mais corrente de ligação pilar-fundação consiste em executar um negativo na fundação, designado por cálice, na qual é introduzida a extremidade inferior do pilar (Figura 7.5). Esta abertura deve ter uma profundidade suficiente para garantir o encastramento do pilar na fundação.

Existem outros tipos de ligações pilar-fundação, como os representados na Figura 7.6, onde a ligação é efetuada por: ancoragem de armaduras salientes do pilar na sapata (Figura 7.6 (a)); ancoragem de armaduras salientes da sapata no pilar (Figura 7.6 (b)); aparafusamento das armaduras salientes da sapata em chapa metálica soldada às armaduras do pilar (Figura 7.6 (c)).

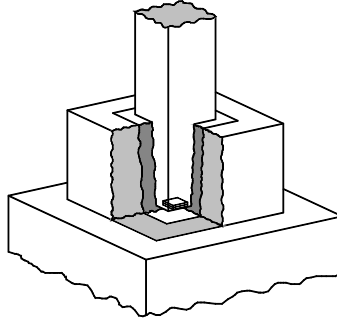


Figura 7.5 Ligação pilar-fundação em cálice (Lúcio, 2000).

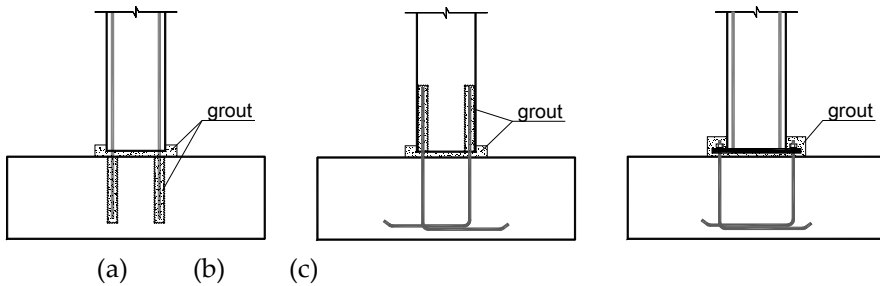


Figura 7.6 Ligações pilar-fundação (a) com armaduras salientes do pilar embebidas na sapata, (b) com armaduras salientes da sapata embebidas no pilar, e (c) com armaduras salientes da sapata aparafusadas em chapa metálica existente no pilar (Lúcio, 2000).

Nas secções seguintes serão abordados os estudos efetuados relativamente às ligações pilar-fundação em cálice e com armaduras salientes do pilar.

7.3.1 Ligação em cálice

A ligação pilar-fundação em cálice é, como se referiu acima, a mais corrente por ser económica e fácil de executar, mesmo quando são transmitidos momentos elevados entre o pilar e a fundação, e quando estes são causados por ações dinâmicas, como as ações sísmicas. A ligação em cálice é executada deixando um negativo, ou cálice, na fundação, com a largura

desta a exceder a largura do pilar em cerca de 0.10 m para cada lado do pilar. Desta forma é fácil introduzir o pilar no cálice (Figura 7.5). O pilar pode ser fixado provisoriamente e aprumado com o auxílio de cunhas, como se mostra na Figura 7.7. O nivelamento do pilar pode ser efetuado deixando chapas metálicas no fundo do cálice, ou grout, com a altura apropriada.

O espaço entre o fundo do cálice e a base do pilar e entre as faces laterais do pilar e as faces interiores do cálice é, posteriormente, preenchido com grout (Figura 7.5), podendo-se então, após a sua cura, retirar as cunhas de aprumo.



Figura 7.7 Ligação pilar-fundação em cálice com cunhas para aprumo do pilar.

Esta solução pode ser usada em sapatas, as quais podem ser betonadas em obra como a representada na Figura 7.7, ou pré-fabricadas como a representada na Figura 7.8. A solução de ligação em cálice também pode ser usada em maciços de encabeçamento de estacas (Figura 7.9).



Figura 7.8 *Ligação pilar-fundação em cálice em sapata pré-fabricada (Indubel, Lisboa, Portugal, 1998).*



Figura 7.9 *Ligação pilar-fundação em cálice num maciço de encabeçamento de estacas (Projeto: Versor Lda; Construção: Secil Prébetão S.A.; Aeroporto de Lisboa, Portugal, 2002).*

A altura do cálice deve ser a suficiente para garantir o encastramento do pilar. As tensões de contacto entre o pilar e o cálice estão representadas na Figura 7.10 (ver também o Cap. 6 deste livro) e consistem em: compressão, não uniforme no fundo do cálice; compressões laterais nas paredes do cálice; e atrito vertical nas paredes do cálice nos mesmos locais onde existem tensões de compressão. As compressões nas faces laterais resultam do

momento aplicado e da força horizontal transmitida à fundação, a qual corresponde ao esforço transversal na base do pilar.

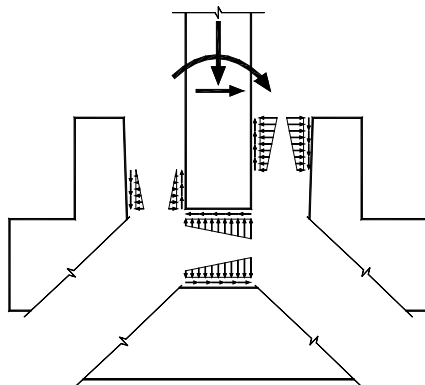


Figura 7.10 Ligação pilar-fundação em cálice - tensões de contacto.

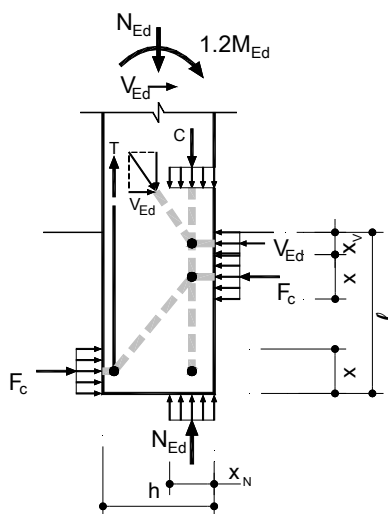


Figura 7.11 Ligação pilar-fundação em cálice - modelo simplificado para o cálculo da profundidade do cálice.

Se, por simplificação, se desprezarem as forças de atrito e se considerarem diagramas de tensões retangulares (Figura 7.11), é possível obter um modelo de forças que equilibra as forças externas e dimensionar a profundidade do cálice (Lúcio, 2000).

A ligação deve ser sobredimensionada em relação ao pilar para garantir que, a haver rotura, ela se dê pelo pilar, o qual deverá ter um comportamento dúctil. Isto é, a ligação deve ser dimensionada para um momento atuante igual a $1.2 M_{Ed}$, onde M_{Ed} é o momento fletor atuante na base do pilar. Este

momento é, então, equilibrado por um binário de forças F_c e por uma reação vertical N_{Ed} excêntrica (Figura 7.11). Desta forma, o binário M' das forças F_c é dado pela expressão (1) e este binário deve ser equilibrado (expressão (2)) pelas forças aplicadas (M_{Ed} - momento, V_{Ed} - esforço transversal e N_{Ed} - esforço axial).

$$M' = F_c (\ell - x_v - x) \quad (1)$$

$$M' = (1.2M_{Ed}) + V_{Ed} x_v/2 - N_{Ed} (h - x_N) /2 \quad (2)$$

Nestas expressões ℓ é a profundidade do cálice, x é a altura do bloco de tensões de F_c , e as dimensões x_v e x_N podem ser estimadas considerando que o grout possui uma tensão resistente à compressão igual a $0.6 f_{cd}$, com se segue:

$$x_v = V_{Ed} / (b \cdot 0.6 f_{cd}) \quad \text{e} \quad x_N = N_{Ed} / (b \cdot 0.6 f_{cd}) \quad (3)$$

onde f_{cd} é o valor de cálculo da resistência à compressão do grout e b é a largura do pilar. Pela mesma razão, a força F_c pode ser estimada como:

$$F_c = 0.6 f_{cd} b x \quad (4)$$

Substituindo F_c na expressão (1), obtém-se uma equação do segundo grau cujas raízes são reais se

$$\ell \geq 2 \sqrt{\frac{M'}{0.6 f_{cd} \cdot b}} + x_v \quad (5)$$

Esta expressão dá o menor valor da profundidade do cálice que garante que as tensões de contacto não excedem $0.6 f_{cd}$.

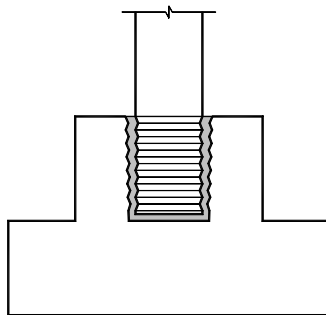


Figura 7.12 *Ligação pilar-fundação em cálice - rugosidade nas faces laterais do pilar e nas faces interiores do cálice para transmitir momento por atrito do pilar para a fundação.*



Figura 7.13 *Ligação pilar-fundação em cálice - rugosidade nas paredes laterais do cálice executada com cofragem perdida HighRib (Projeto: Versor Lda; Construção: Concremat Lda; Armazém de quatro pisos, Lisboa, Portugal, 2001).*

A norma NP EN 1992-1-1:2004 especifica que a profundidade do cálice não deve ser inferior a $1.2h$, onde h é a maior dimensão da secção transversal do pilar.

As paredes do cálice devem ser dimensionadas para as forças F_c , quantificadas de acordo com a expressão (1) (Lúcio, 2000a).

Caso as faces laterais do pilar e as faces interiores do cálice possuam rugosidade significativa, é possível mobilizar importantes forças de atrito entre as duas faces, sendo apenas necessário garantir que existe espaço (no plano vertical) para que essas forças sejam transmitidas por aderência às armaduras verticais, quer do pilar quer das paredes do cálice.

7.3.2 Ligação com armaduras salientes do pilar

No caso de ligações com armaduras salientes do pilar (Figura 7.14), a montagem do pilar é efetuada com o auxílio de prumos extensíveis, colocados de forma inclinada, a contraventar o pilar, apurando-o. O nivelamento do pilar é efetuado com chapas metálicas colocadas sobre a face superior da fundação. Na fundação são deixadas bainhas metálicas corrugadas que materializam os negativos onde são inseridas as armaduras

salientes dos pilares. As bainhas são previamente preenchidas com grout, que vai solidarizar a ligação. Para selar a ligação, é, posteriormente, injetado um grout na junta entre a base do pilar e o topo da sapata (Figura 7.15).



Figura 7.14 Ligação pilar-fundação com armaduras salientes do pilar.

Neste tipo de ligações (Figura 7.15) importa conhecer o mecanismo resistente da ancoragem dos varões tracionados na fundação. Este sistema possui diferentes modos de rotura que devem ser analisados e que dependem de diversos parâmetros. Esta ligação tem a vantagem de ter grande tolerância relativamente à implantação dos pilares, na medida em que os negativos poderão ser executados por carotagem das fundações em vez de colocar as bainhas anteriormente à betonagem.

Os modos de rotura da ancoragem dos varões no maciço de fundação estão ilustrados na Figura 7.16 e são, basicamente:

- Modo 1 - rotura pelo aço em tração;
- Modo 2 - rotura por aderência entre o varão e o grout;
- Modo 3 - rotura por aderência entre o betão e o grout;
- Modo 4 - rotura por arrancamento do betão;
- Modo 5 - rotura por aderência entre a bainha e o betão;
- Modo 6 - rotura por aderência entre a bainha e o grout.

O trabalho desenvolvido por Romeu Reguengo (2008) estudou os modos de rotura referidos, com exceção do Modo 4, o qual foi analisado por David Cardoso (2011). Para a realização destes estudos foram considerados os

trabalhos desenvolvidos por Eligehausen [(2006), (CEB, 1995)], de Miltenberger (2001) e Khunz (2002), tendo este último usado selagem com resinas.

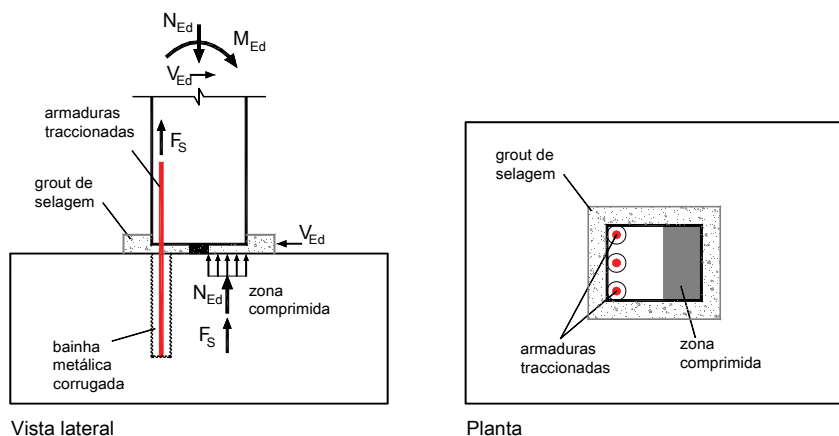


Figura 7.15 Ligação pilar-fundação com armaduras salientes do pilar - esquema construtivo e forças na ligação.

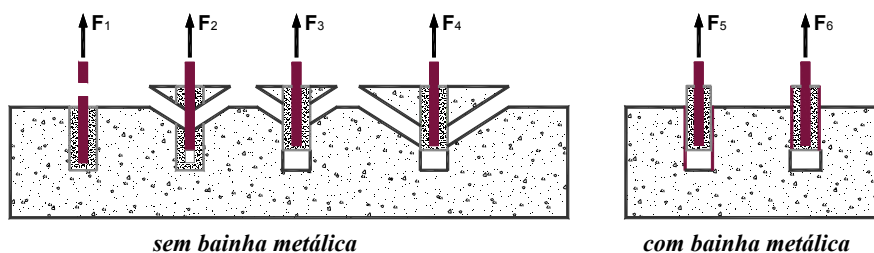


Figura 7.16 Modos de rotura de um varão embebido no betão: (1) rotura pelo aço em tração; (2) rotura por aderência entre o varão e o grout; (3) rotura por aderência entre o betão e o grout; (4) rotura por arrancamento do betão; (5) rotura por aderência entre a bainha e o betão; (6) rotura por aderência entre a bainha e o grout.

Estes modos de rotura dependem dos seguintes parâmetros:

- Modo 1 - resistência do aço em tração (secção de aço e tensão de cedência);
- Modo 2 - diâmetro do varão; comprimento de embebedimento do varão; resistência da aderência entre o varão e o grout;
- Modo 3 - diâmetro, profundidade da carote e rugosidade das suas paredes; resistência da aderência entre o betão e o grout;
- Modo 4 - resistência do betão à tração; comprimento de embebedimento do varão; efeito de grupo dos vários varões da ligação (distância entre os

varões); distância da ancoragem aos bordos do maciço de fundação; e da distância da ancoragem à zona comprimida (Figura 7.15);

- Modo 5 - diâmetro e comprimento de embebedimento da bainha e sua rugosidade; resistência da aderência entre a bainha e o betão;
- Modo 6 - diâmetro e comprimento de embebedimento da bainha e sua rugosidade; resistência da aderência entre a bainha e o grout.

A resistência dos modos de rotura referidos pode ser quantificada pelas expressões (6) a (11).

$$\text{Modo 1 - } F_{Rd,1} = A_s f_{yd} \quad (6)$$

$$\text{Modo 2 - } F_{Rd,2} = \pi \phi h_{ef} f_{bd,grout} \quad (7)$$

$$\text{Modo 3 - } F_{Rd,3} = \pi d h_{ef} f_{bd} \quad (8)$$

$$\text{Modo 4 - } F_{Rd,4} = 12.5 (f_{cd})^{0.5} (h_{ef})^{1.5} \quad (9)$$

$$\text{Modo 5 - } F_{Rd,5} = \pi d_{int} h_{ef} f_{bd,grout} \quad (10)$$

$$\text{Modo 6 - } F_{Rd,6} = \pi d_{ext} h_{ef} f_{bd} \quad (11)$$

Nestas expressões A_s é a área da secção transversal do varão e ϕ o seu diâmetro, f_{yd} corresponde ao valor de cálculo da tensão de cedência do aço do varão, h_{ef} é o comprimento de embebedimento do varão e d é o diâmetro interior do negativo, $f_{bd,grout}$ e f_{bd} representam o valor de cálculo da resistência por aderência do grout e do betão, respetivamente, e f_{cd} o valor de cálculo da resistência à compressão do betão. Nas ligações em que são usadas bainhas metálicas, expressões (10) e (11), d_{int} e d_{ext} representam os diâmetros interior e exterior da bainha, respetivamente.

A expressão (9) é válida apenas nos casos em que $h_{ef} < 280\text{mm}$. Para $280\text{mm} \leq h_{ef} \leq 635\text{mm}$ deve ser usada a expressão (12).

$$\text{Modo 4 - } F_{Rd,4} = 4.75 (f_{cd})^{0.5} (h_{ef})^{1.67} \quad (12)$$

Nas expressões (9) e (12) h_{ef} e f_{cd} têm unidades de mm e MPa, respetivamente. As expressões recomendadas para o modo de rotura 4 referem-se a uma ligação isolada no interior de um maciço de betão com espessura considerável. Nos casos de agrupamento de ligações ou de ligações próximas dos limites do maciço de fundação deverão ser considerados coeficientes redutores da força resistente. Estes coeficientes estão disponíveis na literatura. Os valores obtidos com as expressões (6) a (12) deverão ser reduzidos a metade [(CEB, 1995) e (Miltnerberger, 2001)] nas situações em que o betão se encontra fendilhado, e não se aplicam no caso de ações cíclicas (Eligehausen, 2006).

O trabalho de Romeu Reguengo (2008) analisou os seguintes tipos de negativos:

- Bainhas em tubo liso de aço, com 52 mm de diâmetro com 200 mm de embebedimento;
- Idem, cintadas com uma armadura helicoidal de 6 mm de diâmetro, espaçada de 40 mm;
- Bainhas corrugadas de aço, com 52 mm de diâmetro e com 100 mm, 150mm, 200mm e 250 mm de embebedimento;
- Bainhas corrugadas de aço, com 52 mm de diâmetro e com 200 mm de embebedimento, cintadas através de uma armadura helicoidal de 6 mm de diâmetro, espaçada de 40 mm;
- Furo realizado com carotadeira, com 52 mm de diâmetro e 200 mm de profundidade.

Para referência, foi ensaiada uma ancoragem constituída por um varão embebido 200 mm no betão aquando da betonagem dos maciços. No estudo foram usados varões de 20 mm de diâmetro, em aço A500NR. A Figura 7.17 mostra um ensaio destas ancoragens.

Deste estudo, constata-se que é desaconselhável a utilização de bainhas lisas embebidas em betão. A aderência destas bainhas lisas ao betão é muito reduzida. Verificou-se que as melhores soluções de ancoragem foram aquelas em que se utilizaram bainhas corrugadas, iguais às que se usam no pré-esforço, e que a sua resistência é melhorada quando a ligação é cintada.

Constatou-se que a utilização de varões de aço selados a posteriori através de carotagem de furos apresentam um bom desempenho comparativamente com o varão embebido diretamente no betão, significando que o grout garante uma melhor aderência do que o betão original.

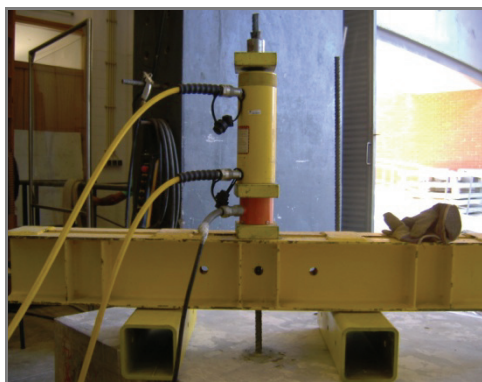


Figura 7.17 Ensaio de uma ancoragem.

As expressões 9 a 12, usadas para quantificar a resistência das ancoragens, dão valores indicativos para o caso das ligações que dependem da aderência entre as bainhas metálicas e o betão ou o grout, pois estas expressões foram calibradas para varões e não para bainhas. Neste caso será necessário efetuar mais estudos para analisar os diferentes parâmetros envolvidos e obter expressões apropriadas.

Das ligações estudadas apenas aquelas em que a rotura se deu pelo aço apresentam ductilidade significativa na rotura. O dimensionamento das ligações deve ser realizado por forma a que a rotura seja condicionada pelo comportamento do aço em cedência, garantindo, assim, uma rotura dúctil da ligação pilar-fundação.

Existem parâmetros cuja importância na resistência deste tipo de ligações, no entender dos autores, não está completamente estudada, designadamente: a existência de armaduras horizontais na face superior da fundação e a espessura do seu recobrimento (o qual tem um valor significativo no caso das fundações); a influência do estado de tensão do varão na resistência da ligação; o diâmetro do furo e da bainha; e o efeito positivo da cintagem da ligação. Um outro aspeto importante em zonas sísmicas é quantificar a degradação da ligação quando sujeita a ações dinâmicas.

É importante determinar a resistência dos diferentes modos de rotura da ligação para a dimensionar de modo a que a rotura seja condicionada pelo comportamento do aço em cedência, isto é, a resistência da ligação ser sempre superior à resistência da armadura, garantindo, assim, uma rotura dúctil da ligação pilar-fundação.

O estudo realizado por David Cardoso (2011) incluiu a consideração de grupos de ancoragens e de diferentes distâncias destas à zona comprimida

(Figura 7.15). O objetivo deste estudo foi analisar a influência destes parâmetros na resistência ao arrancamento do betão, modo de rotura 4.



Figura 7.18 Ensaio de um grupo de ancoragens com rotura por arrancamento do betão.

Deste trabalho é possível concluir que a quantificação da resistência das ancoragens a partir das expressões propostas em CEB (1995) conduz a desvios pequenos (inferiores a 10%) em relação aos resultados experimentais. Constata-se que a resistência da ancoragem é tanto menor quanto menor for a distância entre ancoragens, devido à sobreposição das superfícies de rotura do modo 4. A redução da área do cone de rotura também ocorre quando a zona comprimida se aproxima das ancoragens, sendo também um fator de redução da resistência das ancoragens. Os modelos com ancoragens próximas da zona comprimida revelaram possuir uma rigidez muito menor do que as restantes. As observações relativas à interferência do bloco de compressões na resistência da ancoragem são um aspeto relevante deste estudo. No entanto, face à grande quantidade de parâmetros em causa, existe ainda muito trabalho de investigação a realizar sobre este assunto.

7.4 Ligação viga-pilar

As ligações viga-pilar em estruturas pré-fabricadas, com continuidade de momentos, podem ser efetuadas por betonagem do nó em obra (Figura 7.19) - ligações húmidas - ou sem betonagem do nó (Figura 7.20) - ligações secas. As ligações húmidas são normalmente emulativas, no sentido em que se pretende igualar o seu comportamento ao de uma estrutura betonada em obra.



Figura 7.19 Ligação viga-pilar com o nó betonado em obra (Construtor: Concremat Lda; Oficinas do Metropolitano de Lisboa, Portugal).



Figura 7.20 Ligação viga-pilar sem betonagem do nó em obra (Projeto: Versor Lda; Construtor: Concremat Lda; Armazém de três pisos, Prior Velho, Lisboa, Portugal).



Figura 7.21 Ligação viga-pilar após a betonagem da laje (Projeto: Versor Lda; Construtor: Concremat Lda; Armazém de três pisos, Prior Velho, Lisboa, Portugal).

Nas ligações secas existe, normalmente, uma betonagem correspondente à laje ou à camada de betão complementar desta (Figura 7.21). Esta betonagem é frequentemente usada para dar continuidade às armaduras superiores da viga, usando um sistema de emenda destas armaduras às armaduras do pilar. O sistema de emenda pode ser mecânico (Figura 7.22), por soldadura em obra ou por selagem das armaduras em negativos deixados no pilar.



Figura 7.22 Sistema mecânico de emenda de armaduras Dywidag.

Estes sistemas de realização das ligações secas pode ser utilizado para conferir à ligação características de desempenho melhorado em relação aos efeitos das ações sísmicas. Neste sentido, têm-se efetuado estudos para o desenvolvimento de ligações secas, com continuidade de momentos, com desempenho sísmico melhorado. Este desenvolvimento tem também

considerado aspetos relacionados com a economia, facilidade de execução e de montagem e estética destas ligações.

Um primeiro trabalho, desenvolvido por Reis (2002), conduziu à conceção e ensaio cíclico de uma ligação viga-pilar com recurso a dispositivos mecânicos de emenda das armaduras superiores e inferiores, do tipo do representado na Figura 7.22. A amarração das armaduras inferiores foi efetuada por injeção de grout em bainhas metálicas deixadas ao nível do banzo inferior da viga (Figura 7.23), tendo a junta vertical entre a extremidade da viga e a face do pilar sido também injetada com o mesmo grout.

Na Figura 7.24 apresenta-se o sistema de ensaio (o eixo da viga foi colocado na posição vertical para efeitos de ensaio) e a Figura 7.25 mostra a resposta da estrutura à ação cíclica.

O modelo teve um comportamento estável, com rotura por tração pelas armaduras inferiores. A rotura foi precedida de esmagamento do grout injetado na junta vertical, o qual tinha como função a transmissão entre a viga e o pilar das tensões de compressão. Constatou-se, assim, que a fraca capacidade do grout para resistir a ciclos alternados de compressão e tração antecipou a rotura da ligação e condicionou a sua ductilidade.

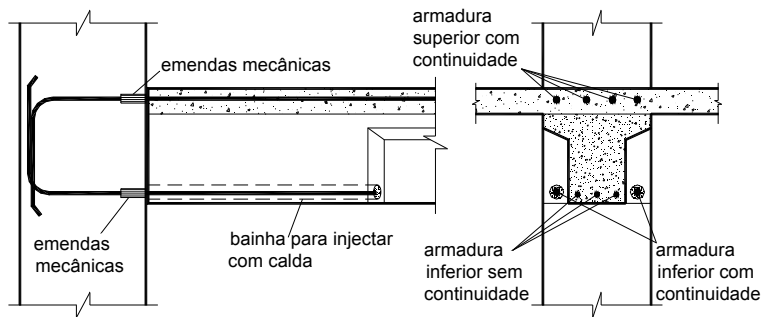


Figura 7.23 Ligação viga-pilar estudado por Reis (2002).



Figura 7.24 Ensaio cíclico da ligação estudada por Reis (2002).

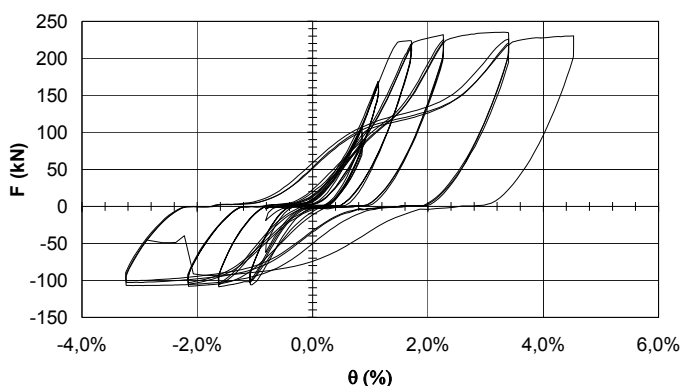


Figura 7.25 Resposta da ligação viga-pilar ao ensaio cíclico estudado (Reis, 2002).

Atualmente Oliveira está a estudar uma solução de ligação viga-pilar com características semelhantes, mas em que os dispositivos mecânicos de emenda das armaduras foram desenhados para terem um desempenho melhorado para a ação sísmica. O grout injetado na junta vertical entre a viga e o pilar foi reforçado com fibras contínuas de aço para garantir um bom desempenho para as ações cíclicas.

Foi já efetuado um ensaio, usando um sistema semelhante ao de Reis (2002), como se pode observar na Figura 7.26. Neste ensaio a rotura teve lugar pelo dispositivo mecânico de emenda das armaduras superiores, com danos reduzidos no grout (Figura 7.27). Este primeiro ensaio permitiu testar o sistema, o qual será aperfeiçoado nos próximos modelos.



Figura 7.26 Primeiro ensaio do sistema que está a ser estudado por Oliveira.



Figura 7.27 Rotura da ligação viga-pilar de Oliveira.

7.5 Ligação parede-fundação

As paredes resistentes têm como função contraventar as estruturas, reduzindo, assim, os efeitos de segunda ordem nos pilares e os esforços devido às ações horizontais, como o vento e os sismos. No caso particular da ação sísmica, as paredes resistentes possuem um papel muito importante. Rui Marreiros está a desenvolver, no âmbito da sua tese de doutoramento, uma solução de ligação parede-fundação capaz de minimizar os danos na parede de betão e reduzir ao mínimo as deformações residuais que normalmente resultam dos efeitos dos sismos nas estruturas. A Figura 7.28 mostra o ensaio realizado recentemente por Marreiros.



Figura 7.28 Ensaio de uma ligação parede-fundação, por Rui Marreiros.

7.6 Ligação painel de fachada-pilar

A experiência retirada da observação do que tem acontecido durante determinados eventos sísmicos, como o relatado no Capítulo 10 sobre o sismo de L'Aquila, em abril de 2009, mostra que, mesmo em casos em que a estrutura principal do edifício não sofreu danos graves, as ligações dos painéis de fachada à estrutura não resistiram, provocando o colapso dos painéis. A não inclusão dos painéis de fachada no modelo estrutural de dimensionamento da estrutura, por serem considerados elementos não estruturais, pode ser uma das causas deste comportamento. De facto, os painéis e as suas ligações contribuem, mesmo que de forma não intencional, para a rigidez lateral da estrutura, porque existe interação entre estes

elementos, e esta interação não deveria ser negligenciada. A promoção da interação entre a estrutura e o painel de fachada pode beneficiar a dissipação de energia, não desprezando o aumento de rigidez lateral da estrutura que daí resulta.

No âmbito da dissertação de mestrado de Andreia Antunes (Antunes, 2012) estudou-se o comportamento da ligação entre os painéis de fachada e os pilares, no sentido de que estes possam contribuir para um melhor comportamento do edifício, dissipando energia no caso de ocorrência de um sismo. O trabalho desenvolvido foi testado, através de ensaios quasi estáticos, o comportamento de ligações com diferentes dispositivos mecânicos dissipadores de energia. Os dispositivos mecânicos utilizados variam essencialmente em termos de dimensões entre dois tipos de configurações geométricas (DR – dispositivos retangulares e DC – dispositivos circulares) e dois tipos de aço.

Para o desenvolvimento deste estudo (Antunes, 2012) adotaram-se seis soluções diferentes de dispositivos mecânicos - DR 50x5, DC 50x5, DR 50x10-1 e DR 50x10-2, DR 70x10, DR 50x15. Prepararam-se dois sistemas de ensaio, no primeiro (Figura 7.29) simulou-se a ligação completa, com painéis de fachada pré-fabricados, pilar de betão e dispositivo mecânico (Figura 7.30), e no segundo (Figura 7.32), testou-se apenas o dispositivo de ligação, através de ensaios quasi estáticos. Nas Figuras 7.30 a 7.32 apresentam-se alguns pormenores dos ensaios e do estado em que ficou a superfície de betão do painel e o perfil de inserção após os ensaios.

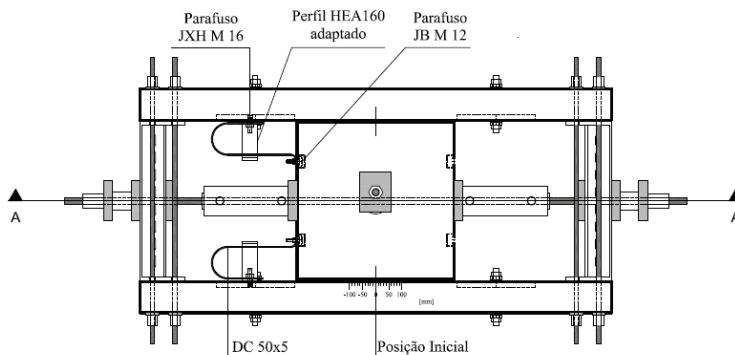


Figura 7.29 Planta do esquema de ensaio com o pilar no centro, as duas paredes de fachada e os dispositivos DC50x5

Na Figura 7.33 mostra-se o diagrama força-deslocamento do dispositivo DR70x10-2. No sentido de poder modelar o comportamento dos

dispositivos, desenvolveu-se um modelo multilinear do comportamento histerético baseado nas relações constitutivas do aço e na geometria dos dispositivos. Na Figura 7.34 mostra-se uma comparação dos resultados da simulação com os resultados dos ensaios experimentais do dispositivo DR70x10-2.



Figura 7.30 Pormenores do ensaio da ligação do painel de fachada ao pilar com os dispositivos DR 50x10-1



Figura 7.31 Descascamento superficial do betão no bordo do perfil de inserção e deformação do perfil de inserção na zona do parafuso.

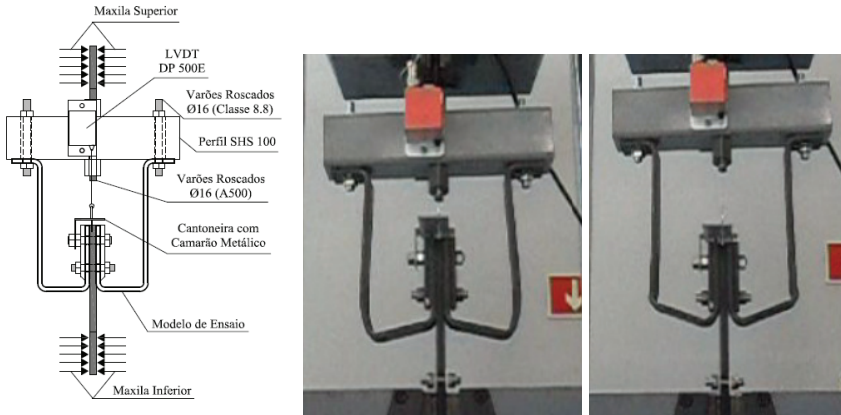


Figura 7.32 Esquema do ensaio do dispositivo de ligação apenas. Vista das deformadas dos dispositivos DR 70x10-2 durante o ensaio.

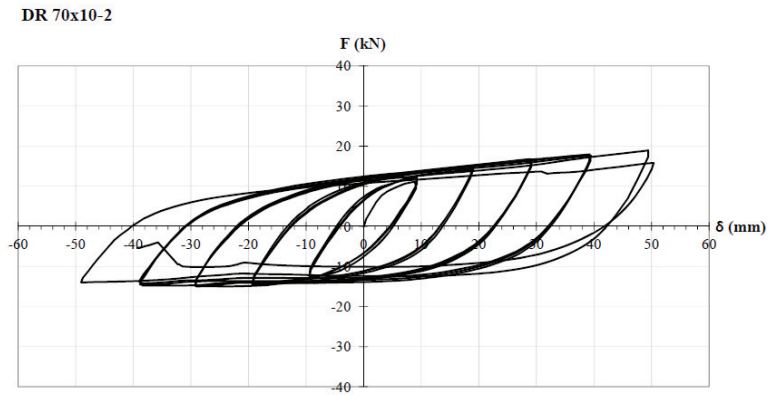


Figura 7.33 Diagrama força-deslocamento do dispositivo DR70x10-2

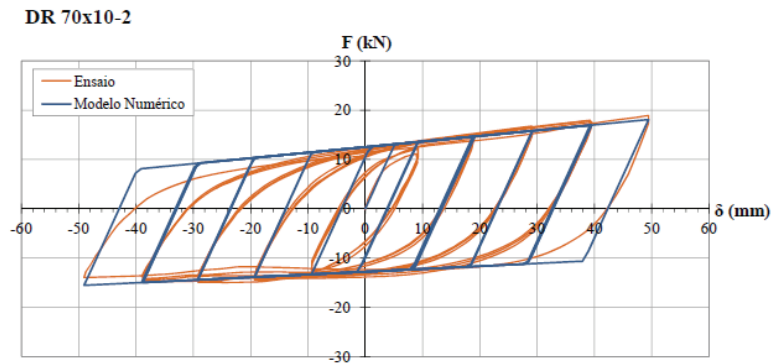


Figura 7.34 Comparação do modelo numérico com o ensaio do dispositivo DR70x10-2

O primeiro grupo de ensaios realizados (Figuras 7.30 a 7.32) permitiu concluir que, relativamente à configuração do dispositivo mecânico, o que apresenta melhor comportamento é o dispositivo circular. Ao contrário dos dispositivos circulares, nos dispositivos retangulares o processo de quinagem provoca plastificação local das barras. Outra razão para este comportamento superior prende-se com a maior capacidade de se deformar e de recuperar das deformações plásticas que a forma circular apresenta face à forma retangular.

Da observação dos ensaios constatou-se que um outro elemento muito importante é a chapa utilizada entre o dispositivo e as porcas, dado que confere rigidez àquela zona e, deste modo, limita possíveis deformações e o consequente esmagamento do betão do painel.

Os dispositivos DR 50x10 e DR 70x10 possuem a mesma espessura de barra, mas a área transversal do DR 70x10 é superior em 40 % à área da secção transversal do DR 50x10. O dispositivo DR 50x15 possui uma espessura 50% superior à espessura dos outros dispositivos e um incremento de área da secção de 50% em relação ao dispositivo DR 50x10, e de cerca de 10% relativamente ao dispositivo DR 70x10.

Concluiu-se que o parâmetro que mais contribuiu para a rotura dos dispositivos foi a amplitude máxima de deslocamentos comportada por cada um e não a quantidade de ciclos realizados. Neste caso, o dispositivo DR 70x10 mostrou melhor capacidade para atingir deslocamentos mais elevados sem apresentar sinais de rotura, constatando-se que, para atingir maiores amplitudes de deslocamento, é recomendável aliar uma área da secção elevada a uma espessura reduzida.

No que diz respeito à dissipação de energia, concluiu-se que um incremento da espessura das barras do dispositivo e, consequentemente, da sua inércia revela melhor eficiência do que um incremento em termos de área da secção transversal da barra mas mantendo a mesma espessura. O dispositivo DR 50x10 destaca-se como o valor mais elevado de taxa de amortecimento viscoso equivalente, constatando-se que uma área de secção transversal menor pode conduzir a um maior amortecimento viscoso.

Em termos de ductilidade convencional em deslocamento, a área da secção transversal indicou ser o fator mais condicionante, na medida em que quanto maior a área da secção da barra do dispositivo, maior é a ductilidade do dispositivo.

O modelo numérico multilinear, proposto por forma a simular o comportamento histerético dos dispositivos mecânicos dissipadores de

energia, e os parâmetros adotados na sua definição, revelaram um bom comportamento face aos resultados dos ensaios experimentais. O valor da força de cedência obtido analiticamente constituiu uma excelente aproximação ao valor da força de cedência obtida nos ensaios.

De todos os parâmetros analisados, o fator que mais influencia o bom comportamento de um dispositivo dissipador de energia de geometria semelhante aos dispositivos estudados é a espessura da barra.

Por fim, refira-se que, caso se pretenda implementar o tipo de dispositivos estudados no âmbito deste trabalho (Antunes, 2012), o modelo proposto, calibrado com base nos ensaios experimentais, poderá ser uma ferramenta bastante interessante de auxílio no dimensionamento de sistemas estruturais com painéis de fachada.

Agradecimentos

À Concremat e à Secil Prébetão pelo fornecimento dos elementos de betão e das armaduras utilizados nos ensaios; à Hilti Portugal pelo fornecimento de equipamento para execução de furos nos maciços de betão; e à Sika pelo fornecimento do grout.

Referências Bibliográficas

ANTUNES, A. (2012). *Comportamento estrutural de ligações dissipativas em painéis de fachada pré-fabricados*. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Universidade NOVA de Lisboa, Faculdade de Ciências e Tecnologia.

CARDOSO, D. (2011). *Estudo Experimental da Ligação Pilar-Fundação em Estruturas Pré-Fabricadas*. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade NOVA de Lisboa.

CEB (1995). *Design of Fastenings in Concrete*; CEB Bulletin D'Information nº 226, Thomas Telford, Londres.

ELIGEHAUSEN, R.; SIMONS, I.; KRETZSCHMAR, M. (2006). *Behaviour of Post-installed Rebars under Reversed Cyclic Loading*; fib, Proceedings of the 2nd International Congress, Naples.

KUNZ, J., MUENGER F.. (2002). *Splitting and Bond Failure of Post-Installed Rebar Splices and Anchorings*; Bond in Concrete. fib, Budapest.

LÚCIO, V.J.G.; SANTIAGO, A.F.C. (1996). *Solução Pré-fabricada para um Edifício de Grandes Vãos*. Encontro Nacional sobre Estruturas Pré-esforçadas, Betão Estrutural 1996, Lisboa.

LÚCIO, V.J.G. (2000). *Conceção e Dimensionamento de Ligações em Estruturas Pré-fabricadas para Edifícios*. 1º Congresso Nacional da Indústria da Pré-fabricação em Betão, Porto.

LÚCIO, V.J.G.; SILVA, A.M.S. (2000a). *Design models for footings of precast concrete structures*. The Second International Symposium on Prefabrication, Helsínquia.

MILTENBERGER, P.E. (2001). *Capacity design of grouted anchors*; 16th International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology; Washington, DC, USA.

NP EN 1992-1-1-2010 – Eurocódigo 2: Projeto de Estruturas de Betão – Parte 1.1: Regras gerais e regras para edifícios. Instituto Português da Qualidade.

SILVA, A.M.S. (1998). *Ligações entre elementos pré-fabricados de betão*. Dissertação de Mestrado em Engenharia de Estruturas, Instituto Superior Técnico, Lisboa.

REGUENGO, R.; LÚCIO, V.J.G.; CHASTRE, C.. (2008). *Ligação pilar – fundação com armaduras salientes do pilar, em estruturas pré-fabricadas*. 2º Congresso Nacional da Prefabricação em Betão; LNEC, Lisboa, março de 2008.

REIS, P.R.; LÚCIO, V.J.G. (2002). *Beam-column connection for precast concrete structures in seismic regions*; BIBM 17th International Congress of the Precast Concrete Industry, Istambul.